

Effet d'échelle sur la simulation du ruissellement en milieu urbain

Peak discharge and time to peak scaling in urban runoff modeling

A. Kamal et S. Bennis

Volume 18, numéro 2, 2005

URI : <https://id.erudit.org/iderudit/705558ar>

DOI : <https://doi.org/10.7202/705558ar>

[Aller au sommaire du numéro](#)

Éditeur(s)

Université du Québec - INRS-Eau, Terre et Environnement (INRS-ETE)

ISSN

0992-7158 (imprimé)

1718-8598 (numérique)

[Découvrir la revue](#)

Citer cet article

Kamal, A. & Bennis, S. (2005). Effet d'échelle sur la simulation du ruissellement en milieu urbain. *Revue des sciences de l'eau / Journal of Water Science*, 18(2), 225–246. <https://doi.org/10.7202/705558ar>

Résumé de l'article

Ce travail consiste en l'élaboration d'une méthodologie systématique qui permet de substituer une modélisation hydraulique simplifiée à une modélisation détaillée d'un réseau d'assainissement. L'approche préconisée est basée sur une analyse multi-paramètre du processus du drainage en milieu urbain. Les paramètres adimensionnels retenus dans cette analyse font intervenir les caractéristiques du bassin versant, les caractéristiques du réseau et celles de la pluie. Pour donner à cette approche un cadre plus général, les auteurs ont mené cette analyse sur des réseaux et des pluies synthétiques couvrant un spectre très large de cas concrets. La méthodologie élaborée a fait l'objet d'une étude de validation sur le bassin No1 de l'arrondissement de Verdun (Montréal). La concordance entre les débits mesurés à l'exutoire du bassin et les débits simulés par cette approche est avantageusement satisfaisante. Les modèles de transformation découlant de cette analyse, permettant le passage d'une modélisation globale à une modélisation détaillée constituent une avancée très significative pour une gestion en temps réel et optimisée des réseaux d'assainissement.

Effet d'échelle sur la simulation du ruissellement en milieu urbain

Peak discharge and Time to peak scaling in urban runoff modeling

A. KAMAL¹, S. BENNIS²

Reçu le 7 février 2003, accepté le 7 décembre 2004*.

SUMMARY

It is possible to simulate the hydraulic functioning of a given network either with a detailed "microscopic" model at the street section scale or with a global "macroscopic" model which generates total flow rates at the outlet of a basin. The microscopic model is useful when one is concerned with the hydraulic performance of individual conduit sections and the precise locations of problematic areas within a network. Macroscopic modeling is mainly useful when one is interested exclusively by the exit flow rates of a basin. This may be the case in interceptor management where the flow rate is a parameter of the global optimization procedure, within the framework of real time management of regulators. In this case, detailed modeling of a network is unnecessary. On the other hand, detailed modeling requires that a voluminous data base be built and maintained, implying expenditures exceeding the resources of small municipalities.

The present work consists in elaborating a systematic method which allows one to substitute simplified hydraulic modeling for detailed modeling of a drainage network. The approach is based on the analysis of the drainage parameters in an urban environment. The non-dimensional groupings retained in this analysis comprise the characteristics of the basin, of the network and of rainfall. In order to provide a greater generality to this approach, the authors applied the analysis to synthetic networks and rainfalls covering a wide range of specific cases.

From a practical viewpoint, the objective was to link the peak flow rates and the time to peak of the global model to those of the detailed model of a basin. Two transfer functions have thus been proposed in order to obtain the peak flow rate and the time to peak of the detailed model as functions of the same parameters provided by the global model. The parameters retained for the transfer function are the density of the drainage network and the rate of filling of the network.

1. Roche Ltée, Groupe-conseil - 630 René Lévesque Ouest, bureau 1500 - Montréal, Québec - H3B 1S6
Abdelaziz_kamal@roche.ca
2. Saad Bennis - École de technologie supérieure - 1100 Notre-Dame Ouest - Montréal (Québec) - H3C 1K3.

* Les commentaires seront reçus jusqu'au 30 avril 2006.

In order to implement the proposed method and perform the required hydraulic and hydrological simulations, the authors have used the SWMM program (STORM WATER MANAGEMENT MODEL). 180 simulations have thus been completed, 15 for each type of network and for each type of rainfall. For every combination, one computes the peak flow rate and the time to peak as obtained by the global and detailed models of the basin.

The proposed multi-criterion analysis revealed that the total discrepancy between simplified and detailed modeling of a drainage network is very important. Within the range of the assumed densities, the difference can be as great as 50%. This discrepancy between global and detailed modeling is explained by the storage capacity of the different types of networks. Indeed, for a same given drained area, a network provides additional storage with increasing length of the network and therefore with increasing drainage density.

On the basis of the above finding, a global model cannot replace a detailed model without the use of required corrections for the computation of peak flow rates for a given specific case. In order to resolve this difficulty, it is recommended to use the empirical models proposed herein to reduce the discrepancy and thereby obtain the appropriate corrections.

The proposed method has been subjected to a validation program on basin No.1 of the Verdun borough. Agreement between the flow rates measured at the entrance of the Rhéaume pumping station and those simulated by the proposed method is very satisfactory. The transformation models derived from the analysis allow for the transition from a global model to a detailed one and provide a significant improvement in optimized real time management of drainage networks.

Keywords: *sewer network, rainfall, runoff, hydraulic, hydrologic, modelling, scale.*

RÉSUMÉ

Ce travail consiste en l'élaboration d'une méthodologie systématique qui permet de substituer une modélisation hydraulique simplifiée à une modélisation détaillée d'un réseau d'assainissement. L'approche préconisée est basée sur une analyse multiparamètre du processus du drainage en milieu urbain. Les paramètres adimensionnels retenus dans cette analyse font intervenir les caractéristiques du bassin versant, les caractéristiques du réseau et celles de la pluie. Pour donner à cette approche un cadre plus général, les auteurs ont mené cette analyse sur des réseaux et des pluies synthétiques couvrant un spectre très large de cas concrets. La méthodologie élaborée a fait l'objet d'une étude de validation sur le bassin n°1 de l'arrondissement de Verdun (Montréal). La concordance entre les débits mesurés à l'exutoire du bassin et les débits simulés par cette approche est avantageusement satisfaisante. Les modèles de transformation découlant de cette analyse, permettant le passage d'une modélisation globale à une modélisation détaillée constituent une avancée très significative pour une gestion en temps réel et optimisée des réseaux d'assainissement.

Mots-clés: *réseau égout, pluie, débit, hydraulique, hydrologie modélisation, effet d'échelle.*

1 – INTRODUCTION

Permettant une meilleure maîtrise budgétaire et un meilleur contrôle de la qualité du service rendu, la gestion en temps réel des eaux pluviales constitue une approche favorisée par un nombre croissant de municipalités. Cependant, si la plupart des villes importantes sont dotées ou sont en phase d'acquisition d'un système de gestion performant de leurs réseaux d'assainissement, il n'en est pas de même pour les collectivités d'importance moindre. Le principal frein que rencontrent celles-ci est le coût excessif pour la mise en place de bases de données urbaines exigées par une modélisation détaillée des réseaux d'assainissement.

En partant du constat que plus la schématisation d'un réseau est détaillée plus un grand nombre de données, d'un coût considérable, sont requises, nous nous posons la question relative aux limites d'utilisation d'une modélisation globale simplifiée qui schématise le bassin versant par un nombre très restreint de sous-bassins ou tout simplement par un seul nœud à l'exutoire, tout en assurant à la fois une fiabilité des résultats et une minimisation conséquente des coûts.

Schématiquement, il est possible de simuler le fonctionnement hydraulique d'un même réseau : soit par un modèle « microscopique » détaillé au niveau de chaque tronçon de rue, soit avec un modèle « macroscopique » global qui fournit les débits totaux à l'exutoire du bassin de drainage. Ainsi, la modélisation « microscopique » est utile lorsqu'il s'agit d'examiner l'adéquation hydraulique individuelle de chaque tronçon de conduite et de localiser d'une manière précise les endroits de dysfonctionnement dans le réseau. La modélisation « macroscopique » est surtout pratique lorsqu'on est intéressé uniquement par le débit à l'exutoire du bassin. Ceci peut être le cas pour le gestionnaire des intercepteurs qui intègre ce paramètre dans une procédure globale d'optimisation, dans le cadre d'une gestion en temps réel de tous les régulateurs. La modélisation détaillée du réseau dans ce contexte est donc inutile.

Plusieurs travaux, traitant de cette question, ont vu le jour. Nous citons : METCALF & EDDY, inc. (METCALF & EDDY, inc., 1971) qui ont obtenu des résultats raisonnables en considérant 5 sous-bassins pour décrire le bassin versant Northwood, comparativement aux résultats de la modélisation détaillée qui fait intervenir 12 sous-bassins. HEEPS et MEIN (1973) ont observé une augmentation du débit de pointe d'environ 20 %, accompagnée d'une avance prononcée de son temps d'occurrence, lorsque le nombre des sous-bassins est réduit. À travers plusieurs applications simplifiées de SWMM (Storm Water Management Model) à de larges superficies urbanisées, SHUBINSKI et ROESNER (1973) ont conclu que la schématisation macroscopique d'un réseau d'assainissement est faisable. JEWELL et ADRIAN (1978) ont souligné une augmentation du débit de pointe lorsque le nombre de sous-bassins décrivant le bassin versant Greenfield a été réduit. HUBER et DICKINSON (1988) ont expliqué cette augmentation de débit par l'absence du réseau de conduites qui assurent un stockage supplémentaire dans le bassin. Pour compenser ce manque de stockage et retarder la pointe de l'hydrogramme, les auteurs recommandent l'utilisation d'une longueur de drainage de l'ordre de 1,7 fois la longueur totale du réseau en passant d'une modélisation détaillée à une modélisation globale.

Plus récemment, CHOCAT et CABANE (1999) ont comparé les résultats de la modélisation fine d'un bassin urbain de 250 ha subdivisé en 70 unités hydrologiques avec ceux de la modélisation globale du même bassin considéré comme une seule entité hydrologique. Les auteurs ont attribué les écarts dans l'estimation des débits de pointe entre les deux types de modélisation à la présence d'ouvrages spéciaux, en l'occurrence de cinq déversoirs d'orages, qui fonctionnent lors des forts débits. Ces résultats concordent avec ceux de PETIT *et al.* (1998) et EBERL *et al.* (1996). MOSINI *et al.* (2003) se sont interrogés récemment sur le degré de détail nécessaire avec lequel il faut décrire le bassin et choisir la paramétrisation du modèle. Enfin, d'une manière plus générale, O'LOUGHLIN *et al.* (1996) synthétisent dans leur publication traitant de l'état des connaissances sur le ruissellement pluvial urbain, les opportunités d'application des modèles hydrauliques et hydrologiques en fonction des objectifs poursuivis et du détail requis dans la modélisation.

En milieu rural, OGDEN *et al.* (2003) ont analysé l'effet d'échelle sur l'estimation des quantiles de crues. En exprimant le rapport des quantiles de crues de deux bassins comme une loi puissance des rapports de surfaces contributives correspondantes, les auteurs ont trouvé des résidus variant entre 8 % et 41 %.

Bien que cette revue bibliographique indique qu'une modélisation simplifiée d'un bassin versant urbanisé est possible, il n'y a pas d'études particulières qui proposent une alternative à la modélisation détaillée basée sur une méthodologie systématique et structurée.

2 – DÉFINITION DES PARAMÈTRES D'ANALYSE

Le principe de base de la méthodologie que nous avons retenue consiste à mener une analyse multiparamètre du processus de drainage en milieu urbain. Cette analyse permettra de développer des modèles empiriques en vue d'apporter des éléments de correction adéquats aux caractéristiques de l'écoulement. Ainsi, ces modèles permettent de connaître les ordres de grandeur des erreurs commises sur les principales caractéristiques de l'écoulement lorsqu'on opte pour une modélisation globale plutôt que pour une modélisation détaillée.

Pour être valide, une telle analyse doit être menée sur des formes de systèmes d'assainissement suffisamment variées pour être considérées comme représentatives de la diversité des structures des réseaux rencontrés dans la réalité. Toutefois, les réseaux tests doivent être faciles à qualifier et peu nombreux pour limiter le nombre de simulations.

La forme des réseaux réels peut être ramifiée, maillée ou ramifiée/maillée. À cause de la très grande diversité de réseaux existants, et parce que nous voulons que cette étude soit généralisable au plus grand nombre de cas possibles, nous avons choisi de tester divers réseaux synthétiques, représentatifs de la réalité. Les paramètres permettant de différencier les types de réseaux sont :

- le taux de ramification ;
- le taux de maillage ;
- la pente.

Parmi les travaux qui ont traité de la typologie des réseaux d'assainissement, nous citons : les travaux de MAXIMOVIC et RADOJKOVIC (1986) qui ont mené une analyse sur les formes des réseaux réels de différents pays ; les travaux de THIBAUT (1987) qui ont étudié la morphologie des réseaux d'assainissement du Grand Lyon et enfin ceux de SEMSAR (1995).

Pour représenter la ramification des réseaux, SEMSAR (1995) a utilisé le concept de la dimension fractale proposé par THIBAUT (1987). Dans le cadre de ce travail, nous avons proposé d'utiliser comme taux de ramification une densité en mètres linéaires de conduite d'égout par hectare desservi (D en m/ha). Cette densité est donc définie comme étant le rapport entre la longueur totale en mètres du réseau et la surface du bassin versant drainé en hectares. Selon ce critère, nous avons établi cinq classes de réseaux synthétiques :

- réseau de classe I ($C1: D < 20$) ;
- réseau de classe II ($C2: 20 < D < 40$) ;
- réseau de classe III ($C3: 40 < D < 50$) ;
- réseau de classe IV ($C4: 50 < D < 60$) ;
- réseau de classe V ($C5: 60 < D < 80$).

La construction de ces configurations de base a été réalisée en respectant les règles de l'art de la conception des réseaux d'égout concernant les diamètres des conduites, les vitesses d'écoulement, les pentes et les distances entre regards (BRIÈRE, 1997). Les figures 1 et 2 présentent deux illustrations de ces configurations.

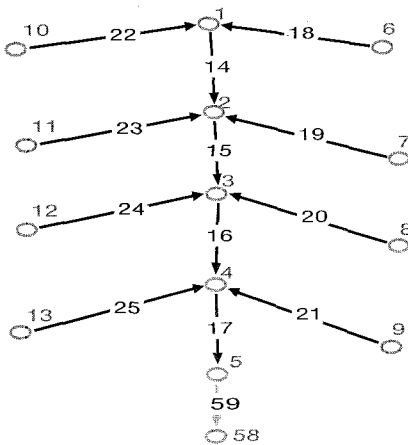


Figure 1 Type de réseau ramifié appartenant à la classe II ($20 < D < 40$).

Class II Branched Network ($20 < D < 40$).

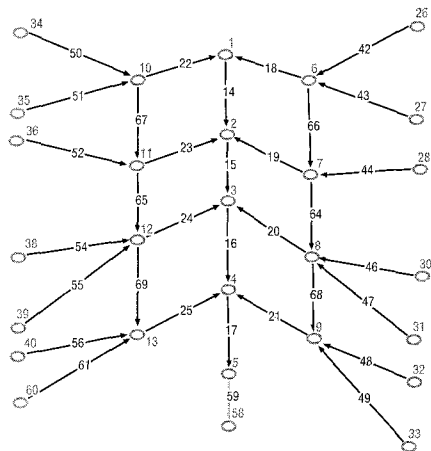


Figure 2 Type de réseau ramifié/maillé appartenant à la classe V ($60 < D < 80$).

Class V looped/Branched Network ($60 < D < 80$).

Pour le deuxième critère de classification des réseaux types (la pente générale du réseau), nous nous proposons de retenir trois classes ayant pratiquement les mêmes pentes utilisées par la plupart des modélisateurs :

- réseau à pente faible : 0,1 % ;
- réseau à pente moyenne : 0,5 % ;
- réseau à forte pente : 1 %.

Ces configurations de base ont servi comme support pour simuler différentes situations pluviométriques.

Comme pour les réseaux, la volonté de synthétiser et de généraliser nous a conduits à préférer l'utilisation de pluies synthétiques plutôt que de pluies réelles. L'avantage premier est le contrôle complet des principaux paramètres qui définissent les pluies utilisées. Parmi ces paramètres nous citons :

- l'intensité de la pluie qui dépend de sa durée et de sa fréquence;
- la distribution spatio-temporelle de l'événement.

La combinaison de l'intensité maximale de la pluie aux caractéristiques du réseau, notamment son débit de conception, nous a permis de définir un deuxième paramètre qui traduit le taux de remplissage du réseau. Ce paramètre exprime le rapport entre le débit maximum, engendré par l'événement pluviométrique considéré, et le débit de conception du réseau :

$$T_r = Q_{\max} / Q_c$$

$T_r < 1$, signifie que l'écoulement est à surface libre et $T_r > 1$, signifie que l'écoulement est en charge. Il s'agit donc d'un paramètre qui nous permet de distinguer entre deux régimes d'écoulement différents.

Le débit de pointe à l'exutoire du bassin versant Q_{\max} est obtenu par une transformation pluie-débit du hyétogramme considéré. Le débit de conception Q_c peut être calculé à l'aide de l'équation de Manning pour le matériau, le diamètre et la pente de la conduite coulant pleine mais non en charge.

L'ensemble des réseaux types (configurations de base), retenus comme support de travail, ont été conçus pour une pluie de projet quinquennale et ont été soumis par la suite à une pluie décennale, pour tester l'influence d'une mise en charge et donc l'effet du taux de remplissage du réseau ($T_r > 1$) sur la pertinence des résultats.

Nous avons envisagé initialement l'introduction d'un troisième paramètre traduisant la durée de la pluie t_d par rapport au temps de concentration t_c ($T_p = T_d/t_c$). Comme l'analyse des résultats nous a montré que ce paramètre n'a pas de répercussion sur la fonction de transfert entre les modélisations globale et détaillée, nous l'avons éliminé pour alléger cet article. La durée de la pluie est systématiquement considérée égale au temps de concentration des bassins considérés. Par ailleurs, l'analyse des résultats nous a montré que le temps de concentration n'a pas de répercussion sur la fonction de transfert entre les modélisations globale et détaillée ni par conséquent sur le choix de sa formule de calcul.

Concernant la distribution spatio-temporelle de la pluie, nous nous sommes limités à la répartition développée par le S.E.A (Service d'Environnement Atmosphérique) pour la région du sud du Québec. La variabilité de ce critère n'a pas été retenue bien qu'elle soit susceptible d'influencer la réponse hydraulique des réseaux. Nous proposons comme piste de recherche ultérieure d'effectuer une étude de sensibilité sur ce paramètre.

Au total deux paramètres indépendants (D et T_r) ont été retenus pour caractériser les conditions d'écoulement à l'intérieur d'un système d'assainissement et par conséquent l'hydrogramme résultant à son exutoire.

3 – DÉVELOPPEMENT MÉTHODOLOGIQUE

Rappelons que l'objectif principal du présent travail est l'établissement de fonctions de transfert entre les résultats des modélisations globale et détaillée d'un bassin de drainage urbain pour différents paramètres d'analyse. Pour mener à terme cette étude, l'utilisation de modèles de simulation hydraulique et hydrologique est nécessaire. Le même modèle hydrologique a été utilisé pour simuler le ruissellement à l'exutoire du bassin considéré comme une seule entité hydrologique dans la modélisation globale, et pour calculer les hydrogrammes à l'exutoire de chacun des sous-bassins élémentaires de drainage dans le cas d'une modélisation détaillée. Les hydrogrammes élémentaires ainsi calculés sont ensuite introduits dans le réseau des conduites dans le cas d'une modélisation détaillée pour obtenir l'hydrogramme résultant à l'exutoire du bassin. Le modèle hydraulique utilisé est basé sur la résolution des équations de Barré de Saint Venant par une méthode de différences finies (THOMPSON, 1993). Dans le prochain paragraphe, on décrit le modèle hydrologique utilisé pour effectuer la transformation pluie-débit. Ce modèle est utilisé avec les mêmes paramètres de la fonction de production dans les modélisations globale et détaillée.

3.1 Méthode de transformation pluie-débit

La méthode du réservoir non linéaire est très utilisée pour simuler le ruissellement en milieu urbain lorsqu'on fait appel à l'informatique. Elle est en particulier incorporée dans le module RUNOFF du logiciel SWMM (HUBER et DICKINSON, 1988) qui a été utilisé pour réaliser la présente étude. Le ruissellement sur un bassin est modélisé par un réservoir schématisé à la figure 3.

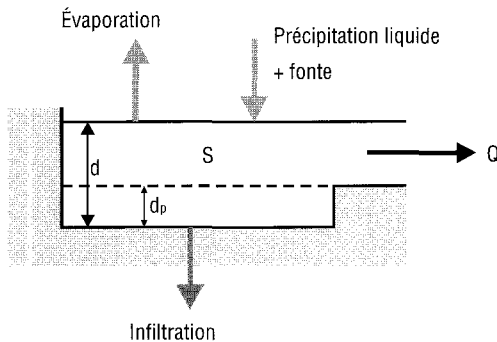


Figure 3 Schéma du réservoir non linéaire.
Schematic of non-linear Reservoir Method.

La méthode du réservoir non linéaire est basée sur le couplage de l'équation de continuité et de l'équation de MANNING (2). L'équation de continuité s'écrit :

$$\frac{dS}{dt} = A \frac{dd}{dt} A_i^* - Q \quad (1)$$

- où
- d est la profondeur de l'eau du bassin (m),
 - A est la surface du bassin (m^2),
 - $S = Ad$ est le volume d'eau disponible dans le bassin à l'instant t (m^3),
 - t est le temps instantané (s),
 - i^* est l'intensité des précipitations nettes (pluie brute + fonte – infiltration – évaporation) en m/s.

Le débit de sortie Q (figure 3) est donné par l'équation de Manning écrite sous la forme suivante :

$$Q = W \frac{1}{n} (d - d_p)^{5/3} S_o^{1/2} \quad (2)$$

- où
- W est la largeur de drainage du bassin,
 - n est le coefficient de Manning,
 - d_p est la profondeur de stockage dans les dépressions (m),
 - S_o est la pente du terrain (m/m).

La figure 4 donne la largeur W pour un bassin en fonction de la longueur du chenal principal L et de la superficie totale A .

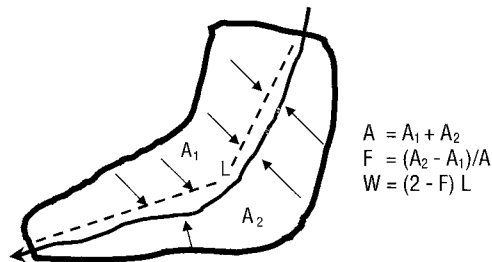


Figure 4 Approche systématique retenue pour le calcul de la largeur de drainage (W).

Approach for width overland flow calculation (W).

En utilisant l'équation de Manning (2) dans l'équation de continuité (1), on obtient l'équation à résoudre suivante :

$$\frac{dd}{dt} = i^* + W \frac{S_o^{1/2}}{nA} (d - d_p)^{5/3} \quad (3)$$

Sous forme de différences finies, l'équation (3) devient : (4)

À chaque intervalle de temps, la valeur de d_2 est trouvée par la méthode itérative de Raphson-Newton. Les différentes valeurs successives des profondeurs d permettent ensuite de calculer les débits correspondant à l'exutoire du bassin en utilisant l'équation (2).

3.2 Critique des méthodes de transformation pluie-débit

Les méthodes simples de transformation pluie-débit sont basées sur le concept du temps de concentration: la méthode rationnelle en Amérique du Nord (MULVANEY, 1851), la formule d'IMHOFF (1964) en Europe centrale, la méthode de LLOYD-DAVIES (1906) en Angleterre et la formule de CAQUOT (1941) en France. Dans un contexte de conception de nouvelles structures de drainage, on a recours à une multitude de formules empiriques pour estimer le temps de concentration. La diminution du temps de concentration fait augmenter l'amplitude du débit de pointe et le rend hâtif. Son augmentation produit l'effet inverse. Il est possible d'utiliser ces propriétés soit pour améliorer les critères de performance du modèle de simulation au cours de la calibration ou pour réduire les écarts entre les résultats des modélisations globale et détaillée du bassin en cours de prévision. Cependant, le choix de la formule de calcul du temps de concentration influence grandement le résultat de calcul et modifie sensiblement les valeurs du débit de pointe et du temps de montée de l'hydrogramme. En utilisant cinq formules différentes pour le calcul du temps de concentration ROSSMILLER (1994) a trouvé des temps de concentration qui varient entre 5 et 43 minutes pour le même bassin de drainage. De plus, les méthodes de calcul du temps de concentration dans les modélisations globale et détaillée sont fort différentes: dans la modélisation détaillée, le temps de concentration pour chaque sous-bassin correspond au temps de ruissellement en surface pour parcourir la distance entre le point le plus éloigné de l'exutoire et ce dernier. Dans la modélisation globale, le calcul du temps de concentration est plus complexe. Pour chaque chemin potentiel d'écoulement le temps de parcours est la somme de deux composantes: le temps de ruissellement en surface et le temps d'écoulement en réseau. Pour tous les chemins d'écoulement envisageables possibles, le maximum de ces temps de parcours constitue le temps de concentration du bassin global.

On peut penser à première vue que l'utilisation de la méthode du réservoir non linéaire qui n'est pas basée sur la notion de temps de concentration, nous affranchit de toutes les difficultés précitées. Cependant, le choix de la largeur W du bassin dans la méthode du réservoir non linéaire introduit la même incertitude que le calcul du temps de concentration dans la méthode rationnelle. D'ailleurs, en pratique, la largeur du bassin W est souvent utilisée comme paramètre d'étalonnage pour ajuster les débits simulés aux valeurs mesurées ou pour faire diminuer l'écart entre l'estimation du débit de pointe et le temps de montée par les modélisations globale et détaillée en cours de prévision. Ainsi, l'augmentation de la largeur W du bassin amplifie l'amplitude du débit de pointe et fait diminuer le temps de transit sur la surface du bassin, réduisant par le fait même le temps de montée de l'hydrogramme. La diminution de la largeur W produit l'effet inverse.

La volonté de généraliser les résultats nous a conduits à adopter une approche systématique pour le calcul de la largeur de drainage W aussi bien, dans les modélisations globale que détaillée. Ainsi, ce paramètre est calculé à l'aide des équations de la figure 4 en supposant que tous les bassins ont une forme rectangulaire avec $F = 0$.

3.3 Fonctions de correction

La stratégie de notre méthodologie est basée sur la comparaison des hydrogrammes générés par la modélisation globale du bassin comme une seule entité hydrologique et par la modélisation détaillée du bassin.

La figure 5 montre le cheminement suivi pour la construction des configurations étudiées. Ce cheminement consiste à établir des combinaisons faisant intervenir les caractéristiques du bassin versant, les caractéristiques de la pluie et celles du réseau.

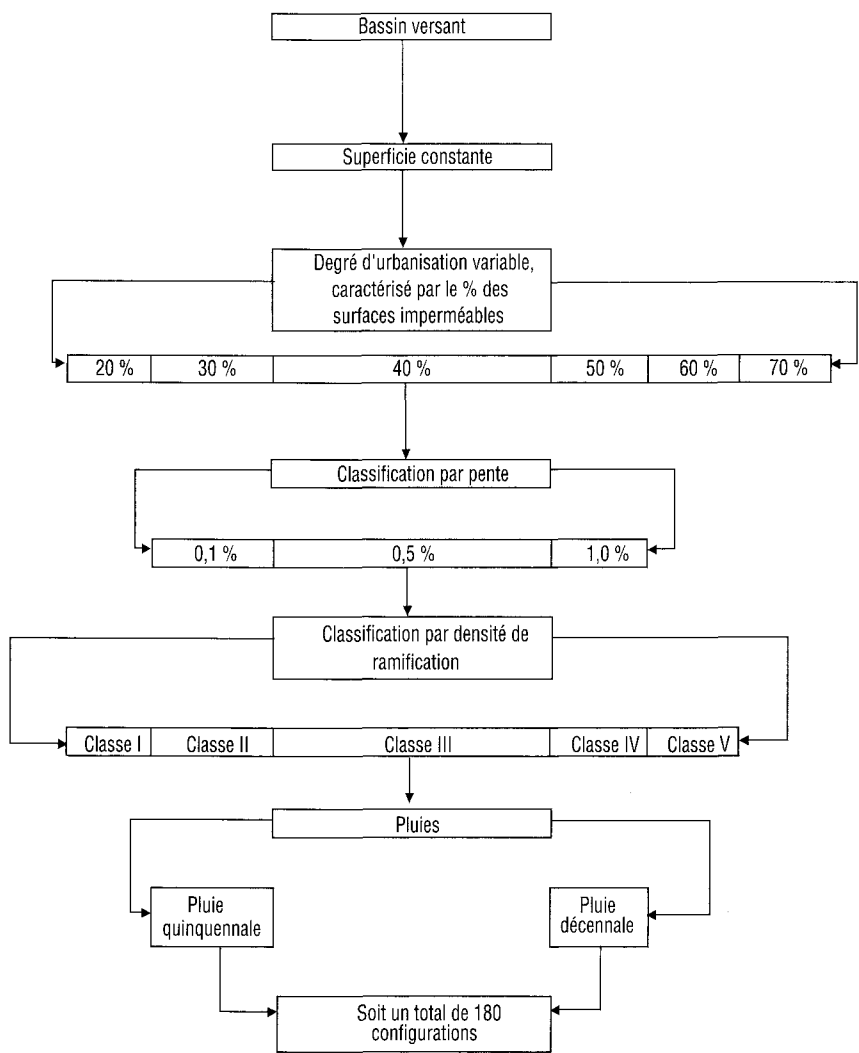


Figure 5 Étape de construction des configurations étudiées.
Steps in defining typical sewer networks.

Les hydrogrammes obtenus (modélisations globale et détaillée) pour chaque configuration donnée, sont confrontés selon les variables caractéristiques suivantes :

- le débit de pointe ;
- le temps de montée.

Une analyse de ces variables, impliquant les paramètres pré-définis (D et T_r), nous a permis de développer deux fonctions de correction :

$$F(D, T_r) = Q_{pd}/Q_{pg} \quad (5)$$

$$j(D, T_r) = t_{md}/t_{mg} \quad (6)$$

où :

- Q_p : débit de pointe de l'hydrogramme ;
- t_m : temps de montée ;

Les indices « d » et « g », désignent respectivement la modélisation détaillée et la modélisation globale.

Ainsi, une fois les tendances des fonctions de correction F et j déterminées, nous pouvons, pour une configuration donnée (D et T_r), déduire les variables caractéristiques (Q_{pd} et t_{md}) relatives à la modélisation détaillée à partir de celles de la modélisation globale, en écrivant :

$$Q_{pd} = Q_{pg} * F(D, T_r) \quad (7)$$

$$t_{md} = t_{mg} * j(D, T_r) \quad (8)$$

Il faut souligner que les valeurs des fonctions de correction F et j dépendent du modèle hydrologique utilisé et en l'occurrence de la définition de la largeur du bassin W .

4 - APPLICATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS

Pour mettre en œuvre cette méthodologie, nous avons choisi le logiciel SWMM (HUBER et DICKINSON, 1988) pour simuler le comportement hydraulique et hydrologique du réseau. Ce choix a été guidé par la popularité de ce logiciel qui est un outil de référence en Amérique du Nord.

Par le biais des modules RUNOFF et EXTRAN du logiciel SWMM, nous avons analysé en détail et d'une manière globale les configurations établies.

Nous présentons dans cette partie les caractéristiques essentielles de chaque classe de réseau type ainsi que les résultats directs de comparaison des deux modélisations globale et détaillée, en faisant un constat qualitatif et quantitatif des fonctions de correction F et j prédéfinies. Chacun des deux paramètres retenus pour cette analyse, qu'il soit lié à la nature du réseau (D) ou à son fonctionnement hydraulique (T_r), a fait l'objet d'une étude spécifique. Nous avons analysé en particulier leur influence sur la réponse hydraulique des réseaux et nous avons conclu par la suite sur leur intérêt.

4.1 Correction du débit de pointe

La détermination du débit de pointe est une étape très importante dans toute étude de diagnostic et d'analyse hydraulique d'un réseau. En terme quantitatif et dans le cadre de notre méthodologie, cette grandeur est liée à la fonction $F(D, T_r)$.

Sur la figure 6, on présente la variation de $F(D, T_r)$ en fonction du paramètre (D) qui caractérise la ramification des réseaux étudiés. Cette variation qui a tendance à creuser les écarts avec des valeurs importantes de la densité (D) entre la modélisation globale et la modélisation détaillée, s'explique par la capacité de stockage des différentes classes de réseaux qui devient de plus en plus importante. En effet, le réseau de drainage assure un stockage supplémentaire croissant avec la longueur du réseau et donc avec sa densité de ramification (D) pour une même superficie drainée donnée. Lorsqu'il s'agit d'une modélisation globale, l'absence de ce stockage ($D = 0$: zéro réseau) se traduit par une augmentation des débits à l'exutoire, et en particulier du débit de pointe comme l'ont confirmé CHOCAT et CABANE (1999).

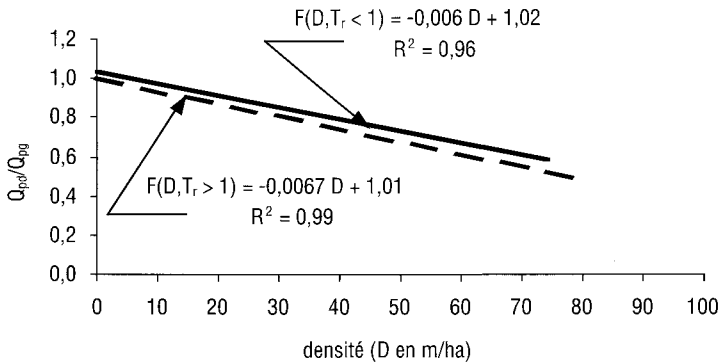


Figure 6 Correction du débit de pointe pour des écoulements à surface libre et en charge.

Peak flow correction for open channel and surcharged flow.

Ces écarts sont aussi influencés par le taux de remplissage T_r . En vue de quantifier cette influence, nous avons soumis toutes les configurations, conçues pour une pluie quinquennale, à une pluie décennale qui nous a permis de générer une mise en charge ($T_r > 1$). Comme le montre la figure 6, l'écart supplémentaire maximal généré par la mise en charge des réseaux, entre la modélisation globale et la modélisation détaillée, est d'environ 10 %.

Par ailleurs, l'écart global entre une modélisation simplifiée et une modélisation détaillée d'un réseau d'assainissement est très important. Dans la plage des densités (D) considérées, cet écart peut atteindre 50 %. De ce fait, pour calculer le débit de pointe dans une situation donnée, la modélisation globale ne peut pas se substituer à la modélisation détaillée sans leur apporter les corrections nécessaires. Pour pallier cet inconvénient nous recommandons l'utilisation des modèles empiriques donnés dans la figure 6. Ces modèles permettent d'ajuster les écarts en question et d'apporter par conséquent les corrections adéquates.

4.2 Correction du temps de montée

Le temps de montée d'un hydrogramme est un paramètre important pour la gestion en temps réel, notamment, des intercepteurs d'un réseau d'assainissement (BONIN, 2000). C'est même le repère qui permet au gestionnaire d'échelonner dans le temps sa stratégie en terme de consignes et de commandes d'interventions. Sa détermination avec une bonne précision est donc capitale pour toute gestion dynamique de réseaux d'assainissement. La connaissance précise du temps de montée est aussi primordiale pour l'analyse du phénomène de premier flot (BENNIS *et al.*, 2001) et (TEMIMI et BENNIS, 2002).

En terme quantitatif, ce paramètre est lié à la fonction j (D , Tr) dont la variation en fonction du paramètre D est donnée dans la figure 7. Cette variation qui a tendance à creuser les écarts entre la modélisation globale et la modélisation détaillée, pour des valeurs importantes de la densité (D), s'explique par une augmentation de la vitesse de l'écoulement qui se traduit par une avance prononcée de la pointe de l'hydrogramme résultant. Cette augmentation de vitesse est due principalement à l'élimination de la capacité du réseau (modélisation globale) qui génère une augmentation des débits sous des conditions de pluie et d'infiltration constantes.

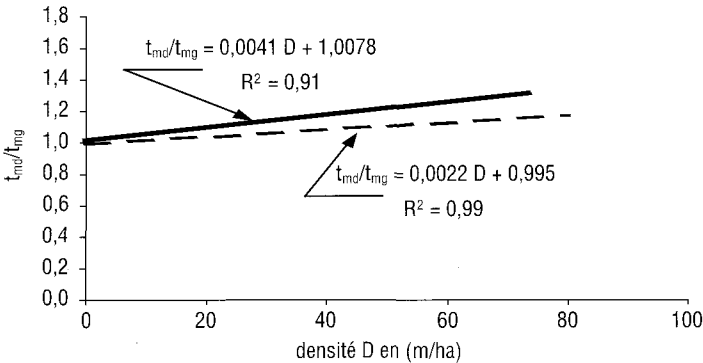


Figure 7 Correction du temps de montée pour des écoulements à surface libre et en charge.

Time to peak correction for open channel and surcharged flow.

Ces écarts sont aussi influencés par le taux de remplissage T_r . Comme le montre la figure 7, la mise en charge du réseau a tendance à minimiser les écarts entre la modélisation globale et la modélisation détaillée, en ramenant l'écart maximal généré, sur le domaine considéré, d'une valeur d'environ 30 % en cas de régime normal (écoulement à surface libre $T_r < 1$) à une valeur d'environ 20 % en cas d'une mise en charge ($T_r > 1$).

Quelle que soit la situation envisagée, l'écart global entre une modélisation simplifiée et une modélisation détaillée d'un réseau d'assainissement reste donc important. Dans la plage des densités de ramifications considérées, cet écart peut atteindre 30 %. De ce fait, pour établir un bon synchronisme entre les hydrogrammes de la modélisation globale et la modélisation détaillée, nous recommandons l'utilisation des modèles empiriques donnés dans la figure 7. Ces modèles permettent d'apporter les éléments de correction adéquats aux différentes situations envisagées.

4.3 Établissement de l'hydrogramme

À ce stade-ci, notre méthodologie permet de reproduire uniquement les caractéristiques principales de l'écoulement (le débit de pointe et son temps d'occurrence) à partir des résultats obtenus par une modélisation globale. Pour générer l'hydrogramme entier, nous nous sommes basés d'une part, sur l'information disponible aux instants suivants:

au temps initial t_{in} :

$$\text{on a: } Q_d(t_{in}) = Q_g(t_{in}) = 0$$

$$\text{soit: } \Delta Q(t_{in}) = Q_d(t_{in}) - Q_g(t_{in}) = 0$$

au temps de montée t_{mg} :

$$\text{on a: } Q_{pd} = Q_{pg} F(D, T_r)$$

$$\text{soit: } DQ(t_{mg}) = Q_{pg} (F(D, T_r) - 1)$$

au temps final t_{fin} :

$$\text{on a: } Q_d(t_{fin}) = Q_g(t_{fin}) = 0$$

$$\text{soit: } DQ(t_{fin}) = Q_d(t_{fin}) - Q_g(t_{fin}) = 0$$

Et d'autre part, en supposant qu'en première approximation, la fonction $\Delta Q(t)$ est linéaire sur les intervalles $[t_{in}, t_{mg}]$ et $[t_{mg}, t_{fin}]$, nous avons pu écrire:

$$Q_d(t) = Q_g(t) + Q_{pg} (F(D, T_r) - 1) (t - t^*) / (t_{mg} - t^*) \quad (9)$$

où:

$$t^* = t_{in} \text{ si } t \in [t_{in}, t_{mg}];$$

$$t^* = t_{fin} \text{ si } t \in [t_{mg}, t_{fin}];$$

Q : débit à un instant donné;

Q_p : débit de pointe de l'hydrogramme;

t_m : temps de montée;

Les indices « d » et « g », désignent respectivement la modélisation détaillée et la modélisation globale.

En tenant compte des corrélations établies dans la figure 6, l'équation (9) devient:

$$T_r < 1: Q_d(t) = Q_g(t) + Q_{pg} (0,02-0,006 D) (t - t^*) / (t_{mg} - t^*) \quad (10-1)$$

$$T_r > 1: Q_d(t) = Q_g(t) + Q_{pg} (0,01-0,0067 D) (t - t^*) / (t_{mg} - t^*) \quad (10-2)$$

où:

D : est défini comme étant le rapport entre la longueur totale du réseau et la surface du bassin versant drainé (en m/ha).

5 – ÉTUDE DE CAS

Notre étude de cas porte sur le système d'assainissement de la ville de Verdun, nouvel arrondissement de la grande ville de Montréal. Le réseau d'égouts combinés de cet arrondissement draine trois bassins hydrographiques. Ces bassins sont tous tributaires actuellement du fleuve Saint-Laurent et de l'intercepteur sud de la ville de Montréal.

Le bassin N° 1 faisant l'objet de notre étude, est limité à l'est par l'aqueduc et l'usine de filtration de la ville de Montréal. Au nord, ce secteur est délimité par le territoire de la ville de Montréal, à l'ouest par la 1^e avenue et au sud par le fleuve Saint-Laurent. Le réseau drainant ce bassin totalise une longueur d'environ 10900 m.

À l'exutoire, ce bassin versant totalise une superficie de 177 ha, dont des surfaces perméables et des surfaces imperméables directement ou indirectement drainées. Globalement le bassin comprend 41,4 ha de surfaces imperméables directement drainées (toitures) et 135,7 ha de surfaces dont le pourcentage d'imperméabilité est de 38,5 %.

Pour valider notre approche, trois événements pluviométriques, tirés de la campagne de mesure réalisée par Bennis (2000), ont été considérés, à savoir :

- l'événement du 30 septembre 1999;
- l'événement du 23 août 2000;
- et, l'événement du 12 septembre 2000.

Les débits générés par ces événements sont mesurés à l'exutoire du réseau étudié. Les débits mesurés et les débits simulés par la modélisation détaillée nous ont servi de référence pour juger de la pertinence de notre méthodologie.

Afin de limiter la subjectivité dans l'évaluation de la qualité et de la pertinence des résultats, nous avons considéré trois critères de performance mesurant l'écart entre les variables calculées et les variables de référence.

Le coefficient de Nash est le critère le plus utilisé en hydrologie pour apprécier la concordance entre les débits mesurés et les valeurs de référence.

$$\text{Nash} = 1 - \frac{\sum_{i=1} [Q_{\text{ref}}(i) - Q_{\text{cal}}(i)]^2}{\sum_{i=1} [Q_{\text{ref}}(i) - Q_{\text{ref}}]^2} \quad (11)$$

Où :

- $Q_{\text{ref}}(i)$: débit de référence à l'instant i (m^3/s),
- $Q_{\text{cal}}(i)$: débit calculé à l'instant i (m^3/s),
- Q_{ref} : débit moyen de référence (m^3/s),

Le rapprochement du coefficient de Nash de l'unité est un indicateur de la concordance entre les valeurs simulées et les valeurs de référence.

Pour analyser les problèmes de débordement, il est primordial de connaître le rapport $Q_{\text{max}}/Q_{\text{admissible}}$. On peut alors définir un critère de performance en rapport avec le débit de pointe par la relation suivante :

$$RQ_p = Q_{p \text{ cal}}/Q_{p \text{ ref}} \quad (12)$$

Comme pour le coefficient de Nash, le rapprochement de RQ_p de l'unité mesure la concordance entre les débits de pointe de référence et ceux simulés par l'approche préconisée.

Enfin, pour la gestion en temps réel, le synchronisme entre les débits simulés et les débits réels est d'une très grande importance. Toutes les stratégies de dérivation des flux reposent sur les temps de propagation des différents flux sur les bassins versants et dans le réseau de drainage. On peut donc aussi définir un critère de performance en relation avec le temps d'occurrence des débits de pointe, soit :

$$\Delta T = T_{Q_p \text{ simulé}} - T_{Q_p \text{ ref}} \quad (13)$$

$\Delta T = 0$, indique un synchronisme parfait.

5.1 Cheminement de l'application

L'application de l'approche systématique préconisée fait appel à quatre étapes séquentielles :

Étape 1 : Collecte et préparation des données requises

- Bassin versant : superficie, pentes, nature des sols, occupation et taux d'imperméabilité.
- Réseau de drainage : longueur et débit admissible ou capacité ;
- Pluie: intensité et durée.

Étape 2 : Évaluation des paramètres clés de l'approche préconisée (T_r et D)

- Taux de remplissage du réseau T_r : les événements pluviométriques simulés, génèrent des débits de pointe n'excédant pas le débit admissible (capacité du réseau). Donc on ne parle pas d'une mise en charge, mais plutôt d'un écoulement à surface libre ($T_r < 1$).
- Densité de ramification D : elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale du réseau et la surface du bassin versant drainé. Concernant notre cas à l'étude, ce paramètre est évalué à 62,6 m/ha.

Étape 3 : Calibration de la modélisation détaillée du bassin

La modélisation détaillée consiste à représenter d'une manière assez fine tous les sous-bassins et leurs conduites de drainage au niveau de chaque rue. Cette modélisation requiert l'application du module hydrologique Runoff de XP-SWMM pour calculer les hydrogrammes de ruissellement à l'exutoire de chacun des sous-bassins de drainage puis le modèle Extran du même logiciel pour analyser la propagation des crues dans les conduites. Cette étape requiert un effort minimal de calibration compte tenu du fait que tous les phénomènes physiques sont pris en considération. Dans l'étude de cas présentée ici on a observé une excellente concordance entre les résultats de la modélisation détaillée et les mesures en absence de toute calibration du modèle.

Étape 4 : Modélisation globale (sans réseau, $D = 0$)

Au niveau de cette étape, on réalise une transformation pluie – débit. Le bassin versant est schématisé par un seul nœud à l'exutoire. La propagation de l'hydrogramme dans le réseau est donc négligée. Cette étape requiert l'utilisation du module RUNOFF de XP-SWMM ou d'un module équivalent, dont l'exécution génère les hydrogrammes $Q_g(t)$ correspondant aux événements pluviométriques considérés.

Étape 5 : Ajustement des résultats découlant de la modélisation globale

En considérant l'étape 2 et les corrélations établies dans les figures 6 et 7, l'équation (10-1 ou 10-2) nous permet d'ajuster les résultats de l'étape 4, en vue d'obtenir des hydrogrammes permettant un meilleur rapprochement de la modélisation détaillée et par conséquent de la réalité.

5.2 Analyse des résultats

Sur les figures 8, 9 et 10 sont présentés les hydrogrammes calculés à l'étape 4 (modélisation globale du réseau) et ceux de la modélisation détaillée. Les résultats d'une étude de comparaison, basée sur les trois critères de performance prédéfinis, sont récapitulés dans le tableau 1.

Tableau 1 Résultats récapitulatifs de performance de la modélisation globale.

Table 1 Summaries results of global modeling performances.

Événement	Nash	RQp	DT (min)
30/09/1999	0,45	1,40	15
23/08/2000	0,34	1,55	15
12/09/2000	0,61	1,51	5,0
Moyenne	0,47	Écart : ± 49 %	12

Comme on s'y attendait, l'élimination de toutes les conduites du réseau de drainage (modélisation globale), diminue le stockage dans le bassin et augmente par conséquent le débit de pointe et le rend hâtif. Ceci explique l'importance des écarts entre les grandeurs calculées par les deux types de modélisation, illustrés par le tableau 1.

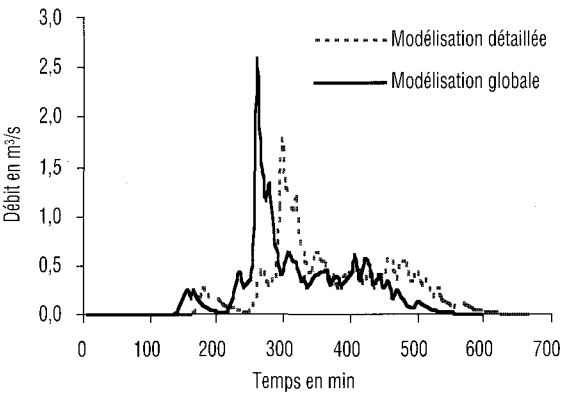


Figure 8 Comparaison entre les modélisations globale et détaillée pour l'événement du 30 septembre 1999.

Comparison between global and detailed simulation for the event of September 30, 1999.

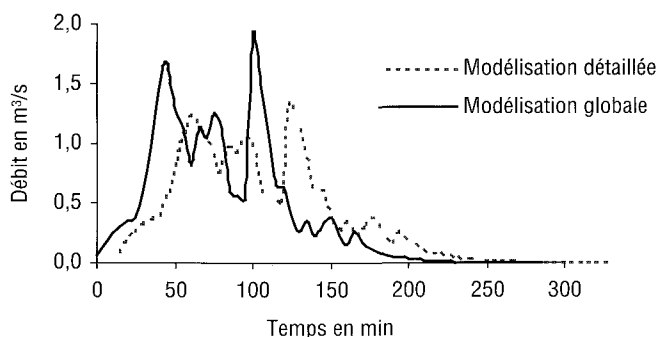


Figure 9 Comparaison entre les modélisations globale et détaillée pour l'événement du 23 août 2000.

Comparison between global and detailed simulation for the event of August 23, 2000.

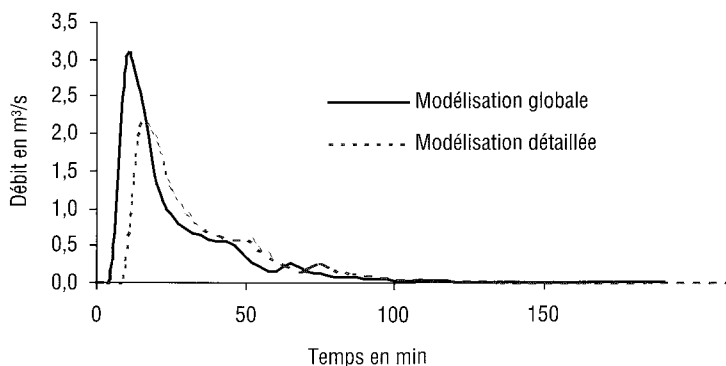


Figure 10 Comparaison entre les modélisations globale et détaillée pour l'événement du 12 septembre 2000.

Comparison between global and detailed simulation for the event of September 12, 2000.

En vue de rapprocher les résultats de la modélisation globale et de la modélisation détaillée du réseau, nous avons fait appel aux fonctions de correction préconisées par l'approche proposée. Ainsi, comme le montre le tableau 2 et les figures 11, 12 et 13, l'étape 5 nous a permis de réduire les écarts soulignés par rapport à la modélisation détaillée et de se rapprocher des valeurs mesurées. L'excellente concordance entre les résultats de la modélisation globale corrigée et les valeurs mesurées confirme la validité de l'approche proposée et par ricochet la fiabilité de la modélisation détaillée du réseau.

Tableau 2 Résultats récapitulatifs de performance de la modélisation globale corrigée.

Table 2 Summaries results of modified global modeling performances.

Événement	Nash	RQp	DT (min)
30/09/1999	0,81	1,06	4,0
23/08/2000	0,69	0,94	2,5
12/09/2000	0,87	0,96	2,0
Moyenne	0,80	Écart : $\pm 5\%$	3

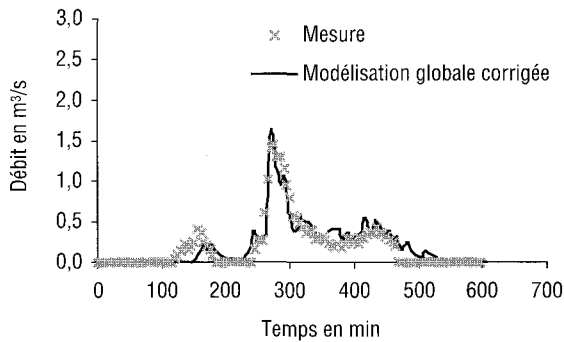


Figure 11 Comparaison entre les débits mesurés le 30 septembre 1999 et les débits simulés par une modélisation globale corrigée.

Comparison between measured flow on September 30, 1999 and modified global simulated flows.

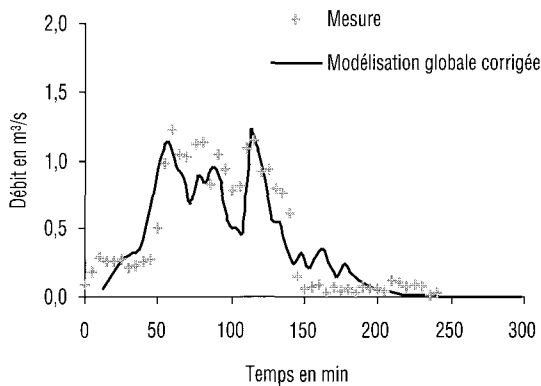


Figure 12 Comparaison entre les débits mesurés le 23 août 2000 et les débits simulés par une modélisation globale corrigée.

Comparison between measured flow on August 23, 2000 and modified global simulated flows.

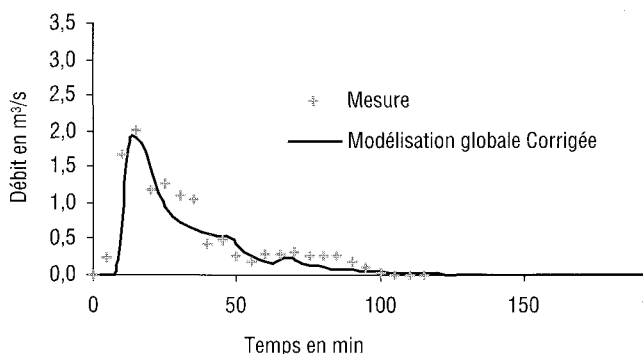


Figure 13 Comparaison entre les débits mesurés le 12 septembre 2000 et les débits simulés par une modélisation globale corrigée.

Comparison between measured flow on September 12, 2000 and modified global simulated flows.

CONCLUSION

L'objectif de ce travail était de développer un cadre méthodologique global et systématique permettant de substituer la modélisation globale à celle détaillée d'un réseau d'assainissement. La méthodologie que nous avons proposée présente les avantages suivants :

- elle est applicable à tous les types de réseau (ramification, topographie, taille...) ;
- elle est facile dans sa mise en œuvre par n'importe quel utilisateur, et conduit à des résultats reproductibles ;
- elle est simple et suffisamment rapide à appliquer.

Une analyse multiparamètre de plusieurs situations nous a permis de conclure sur l'importance et la pertinence de chacun des paramètres considérés et d'élaborer des corrélations permettant le passage systématique d'une modélisation globale à une modélisation détaillée d'un réseau d'assainissement. Il faut cependant souligner que les résultats présentés ne doivent pas être utilisés en présence d'ouvrages spéciaux comme un bassin de rétention dont le comportement par rapport à l'ensemble du réseau constitue pour chaque événement un cas d'espèce.

Cette méthodologie systématique a fait l'objet d'une application sur le bassin hydrographique n° 1 de l'arrondissement de Verdun (Montréal). Les résultats de cette application ont été très encourageants. La méthodologie nous a permis de reproduire à l'aide d'une modélisation globale corrigée les caractéristiques hydrauliques mesurées avec une précision largement acceptable rencontrant les exigences recherchées par une gestion en temps réel des réseaux d'assainissement.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- BENNIS, S., 2000. Caractérisation des eaux pluviales du secteur 1 de la ville de Verdun, Rapport technique: École de Technologie Supérieure, ville de Verdun et BGH Planning.
- BENNIS, S., HAJJI, T., Bernard, F. 2001. *Phénomène du premier flot: Mythe ou réalité*. Vecteur Environnement, vol. 34., No. 1, pp33-42.
- BENNIS, S., 2003. *Hydraulique et hydrologie*. ISBN 2-9214504604. Coopérative École de Technologie supérieure. Montréal, Québec. 369 pages.
- BONIN, R., 2000. Le contrôle des débordements des réseaux unitaires de la communauté urbaine de Québec. Gestion dynamique du réseau d'égout et performance du système. 2ième Symposium International Québec – Paris sur la réhabilitation et l'aménagement des cours d'eau en milieu urbain.
- BRIÈRE, F., 1997. Distribution et collecte des eaux ISBN2-921/45-46-4. Édition de l'école polytechnique de Montréal. Canada.
- CAQUOT, A. (1941). Écoulement des eaux pluviales. Compte rendu de l'académie des sciences de Paris du 20 octobre 1941.
- CHOCAT, R., CABANE, P., 1999. Hydrologie urbaine: modélisation et effet d'échelle. La Houille Blanche, No. 7-8, pp.106-111.
- EBERL, H., KHELIL, A., WILDERER, P., 1996. Construction of simplified descriptions of a sewer system to characterize its hydraulic behaviour. ICUSD 96: Hanover., pp1569-1574.
- HEEPS, D.P., MEIN, R.G., 1973. An independent evaluation of three urban storm water models. Monash University Civil Engineering, Res. Report No 4.
- HUBER, W.C., DICKINSON, R.E., 1988. *Storm Water Management Model: User's manuel*. Verison 4. University of Florida, Gainesville, Florida.
- IMHOFF, K (1964). *Manuel de l'assainissement urbain*. Édition Dunod, Paris, France, 405 pages.
- JEWELL, T.K., ADRIAN D.D., 1978. Statistical analysis to derive improved stormwater quality models. Journal of Water Pollution Control Federation 54(5): 489-499.
- LLOYD-DAVIES, D.E. (1906). The Elimination of Stormwater from Sewerage Systems. Proceeding of Institution of Civil Engineers; vol 164; pp. 41-67.
- MAXIMOVIC, C., RADOJKOVIC, M., 1986. Urban drainage catchments: Selected World wide rainfall-runoff data from experimental catchments. Belgrade: Pergamon Press, 370 pages.
- METCALF & EDDY, Inc., 1971 University of Florida, and Water Resources Engineers, Inc., "Storm Water Management Model", U.S. Environmental Protection Agency Report 11024 DOC 07/71.
- MOSINI, M.L., RODRIGUEZ, F., ANDRIEU, H. (2003). Évaluation du logiciel CANOE sur une bassin versant nantais. Bulletin des LABOS des Ponts et Chaussées. 243. Mars-Avril 2003. Réf. 44-68, pp. 31-46.
- MULVANEY, T.J. (1851). On the use of self-registering rain and flood gauges in making observation of the relation of rainfall and floods discharges in a given catchment. Proceedings of the Civil Engineers of Ireland, 4; pp. 18-31.
- OGDEN, F., DAWDY, D., 2003. Peak discharge scaling in small Hortonian watersheds. Journal of Hydrologic Engineering, ASCE, Vol. 8, No. 2.
- O'LOUGHLIN, G., HUBER, W.C., CHOCAT, B., 1996. Rainfall-runoff processes and modelling. Jour. Of Hydraulic Research, vol. 34, No. 6, 773-751, 1
- PETIT, L., Blanpain, O., HAJJAR, J. 1998. Étude de sensibilité d'un modèle d'écoulement à la qualité des données: application aux réseaux d'assainissement pluvial. Novatech 98, pp.247-254.
- PROCTOR and REDFERN Limited, JAMES F. MACLAREN Limited, 1976. Storm Water Management Model Study. Project No. 73-5-10, Ontario Ministry of the Environment Pollution Control Branch.
- ROSSMILLER, R.D., 1994 Rational formula revised . Conference Proceeding on Storm Detention Facilities. By William Degroot, pp. 146-162.
- SEMSAR, A.A.Y., 1995. Mise au point d'une méthodologie d'évaluation et de comparaison des modèles de simulation hydraulique des réseaux d'assainissement.

- Thèse Doctorat : Institut national des sciences appliquées de Lyon, 272 pages.
- SHUBINSKI, R.P., ROESNER, L.A., 1973. "Linked process routing models », paper presented at American Geophysical Union Annual Spring Meeting, Washington.
- TEMIMI, M., BENNIS, S., 2002. Prédiction en temps réel des charges de polluants dans un réseau d'assainissement urbain. *Rev. Sci.* 15/3, pp.661-675.
- THIBAUT, S., 1987. Modélisation morpho-fonctionnelle des réseaux d'assainissement urbain à l'aide du concept de dimension fractale. Thèse de Doctorat d'État : Institut national des sciences appliquées de Lyon, 305 pages.
- THOMPSON, G., 1993. Storm Water Management Model with XP Graphical Interface User's Manual WP SOFTWARE. Tampa, Florida, U.S.A.